

Remerciements

Nous adressons en premier lieu nos remerciements à Mr ALICHE Amar, enseignant au département de génie civil pour nous avoir encadrés et suivis tout au long de la réalisation de ce mémoire. Qu'il trouve ici notre reconnaissance et notre profonde gratitude.

Nous souhaitons remercier le Directeur de NAFTAL, Mr BOUAZIZ, le chef de projet Mr SAADAoui et toute son équipe qui ont su nous apporter leurs conseils, leur aide et leur soutien tout au long de notre stage.

Nous remercions les membres de nos familles qui ont toujours été à nos côtés pendant cette thèse et qui nous ont toujours encouragés.

Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à mes parents qui m'ont encouragé à aller de l'avant et m'ont encouragé à reprendre les études.

Au secrétaire général de la faculté génie de la construction, Mr LOUNIS Mokrane et à mon cousin, Mr IBOUYOUCE F Achour, sans lesquels je n'aurais jamais poursuivis mon master.

A mes frères, Nassim et Kamil, et à ma petite sœur Lydia.

A mes amis, Hamza, Housseem et Mourad et mes camarades et amis Sid Ali, Oussama, Hafid, Abdennour, Seddik et Lyes.

A toute ma famille et toutes les personnes que j'aime.

ACHOUR

Dédicaces

Je dédie ce travail

Aux deux êtres les plus chères à mon cœur Mes parents pour leur amour, leur sacrifice, leurs conseils et leurs encouragements

A mes frères et mes sœurs et à toute ma famille.

A mes chères amis Lazizi, Mohcen, Rabah, Ismail, Abdallah, Bilal, Khalifaoui, Zwawi, Youcef et mes collègues Yacine, Abdou, Hafid, Sadik, Oussama, Sidali, Yasser, Lyes...

Et à tous ceux qui me sont chères

Liste des notations

Diamètre du réservoir	D
Hauteur du réservoir	H
Hauteur max du liquide	H_L
Gravité du liquide	G
L'épaisseur de virole	ρ_{vi}
Hauteur des viroles	H_r
Pression du vent	P_{sd}
Le rayon intérieur du réservoir	R_i
Accélération de la pesanteur	g
Coefficient d'accélération	A
La période fondamentale	T
Facteur de correction	η
Coefficient de comportement	R
Facteur de qualité	Q
Le rayon extérieur du réservoir	R_e
Module d'élasticité de l'acier	E
Le poids de l'ouvrage	P
Le rayon de radier	R_{rad}
L'épaisseur de radier	ρ_r
La masse volumique du béton	ρ_b
Le poids volumique de l'acier	ρ_a
Flèche du toit sphérique	f
Rayon de courbure du toit sphérique	R_c
L'épaisseur de toit	ρ_t
Diamètre de radier	D_{rad}
Nombre d'ancrages	n_a
Diamètre d'implantation des ancrages	D_a
Épaisseur plaque de fond	t_{f1}
La distance de l'ancrage au bord libre	d1
Rayon des ancrages	tf2
Coefficient partiel de sécurité	γ_{M2}
Densité du gasoil	Dg
Résistance ultime à la traction de la tige (boulons M20)	fbu
Limite d'élasticité de la tige	fyb
Section résistante de la partie filetée	As

Coefficients réducteurs liés au type de cheville	RTV
Coefficients liés à l'entraxe des chevilles	RSV
Coefficients réducteurs liés à la distance au bord libre	REV
Capacités résistantes nominales en	V_{nom}
Volume de carburant dans la cuve	V_c
La masse de la cuve	M_c
La masse de carburant	M_l
La masse inerte	M_i
La hauteur du liquide inerte	H_i
La raideur de couplage	K_l
La accélération maximale	a_m
L'angle maximal d'oscillation	Φ_0
La pression hydrodynamique d'oscillation	P_0
La pression hydrodynamique d'impulsion	P_i
Le M de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion	M_{fi}
Le M de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation	M_{fo}
Le moment de flexion du à l'action sismique sur la paroi	M
Le niveau d'application des pressions d'impulsion	h^*i
Le M de renversement d'ensemble sous l'action d'impulsion	M_{ri}
Le niveau d'application des pressions d'oscillation	h_o^*
Le M renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation	M_{ro}
Le moment de renversement	M_r
Le poids de radier	W_{rad}
Le poids de toiture	W_t
Le poids du fond	W_f
Le poids de robe	W_{rb}
Le poids du liquide	W_l
Le poids total du réservoir	W
Le moment stabilisant	M_s
La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement	W_0^2
La hauteur maximale des vagues	d_{max}
Le moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe O_x	I_x
La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir	Ω
La contrainte normale verticale de compression	σ_{max}
La contrainte normale verticale de traction	σ_{min}
Coefficient d'amplification dynamique	D
L'effort tranchant à la base	V
Les efforts normal des ancrages	N
Les efforts dans les ancrages	F
La contrainte de membrane circonférentielle	$\sigma_{c,v}$
Résistance au cisaillement	V_R
L'effort tranchant appliqués à la cheville	V_E

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Réservoir à toit fixe supporté	19
Figure I.2 : Ossature du toit autoportant (agrotel.net) et toit autoportant (hellopro).	
Figure I.3 : Schéma du réservoir à toit flottant (Slidshare.net).....	20
Figure I.4 : Réservoir à toit fixe (ERGIL)	21
Figure I.5 : Toit fixe avec écran flottant	22
Figure I.6 : Toits flottants internes soudés	24
Figure I.7 : Toits flottants internes boulonnés	25

Chapitre II

Figure II.1 : Localisation du site.....	25
--	----

Chapitre III

Figure III.1 : Carte géographique des zones sismiques	30
Figure III.2 : Coefficient d'amplification dynamique	35
Figure III.3 : Flambement d'un réservoir métallique (<i>NISEE, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY</i> Peer Center, Steinbrugge collection no. S4183).....	45

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Résultats des épaisseurs des viroles selon l'EUROCODE3.....	31
Tableau II.2 : Les dimensions minimales des raidisseurs	32
Tableau II.3 : Les hauteurs équivalentes	32

Chapitre III

Tableau III.1 : Coefficient d'accélération des zones.....	36
Tableau III.2 : Valeurs de ζ (%).....	37
Tableau III.3 : Périodes caractéristiques.....	37
Tableau III.4 : Classification des ouvrages selon leur importance	38
Tableau III.5 : Valeurs du coefficient de pondération β	44

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Les épaisseurs de la robe selon l'API650 et l'EUROCODE.....	54
Tableau IV.2 : Epaisseur du fond et de la toiture selon API650 et EUROCODE.....	55
Tableau IV.3 : Rapport de stabilité.....	55
Tableau IV.4 : Contraintes hydrodynamique.....	56
Tableau IV.5 : Contraintes de flambement et contraintes admissibles.....	56

Sommaire

Introduction générale.....	11
I.1. Présentation du projet et de la structure d'accueil	13
I. 2 Présentation de l'entreprise NAFTAL	13
I.2.1 Histoire	13
I.2.2 Mission	13
I.2.3 Moyens	14
○ Moyens humains	14
○ Moyens matériels.....	14
I.3 Terminologie et Typologie	14
I.3.1. Fond.....	15
I.3.2 Robe	15
I.3.3 Poutre raidisseur et raidissage de robe	16
I.3.4.Toiture	17
○ Réservoirs à toit fixe.....	17
○ Réservoirs à toit flottant	19
I.4. Normes de calculs	25
I.4.1. API 650	25
I.4.2. CODRES	25
I.4.3. EUROCODE	25
II.1. Présentation du réservoir	28
II.3.1. Dimensions	28
II.3.2. Pressions	28
II.2. Situation et localisation	28
II.4. Calcul du réservoir.....	29
II.4.1. Calcul des épaisseurs des viroles	29
○ Epaisseur minimale de la tôle	29
○ Calcul des épaisseurs	29
II.4.2. Calcul des plaques de fond et annulaire.....	30
○ Plaques de fond.....	30
○ Plaques annulaires	31
II.4.3 Calcul des raidisseurs secondaires	31
III.1. Normes et règlement	34

III.1.1. Règlement parasismique algérien	34
○ Présentation du calcul sismique selon le RPA99.....	34
○ Calcul de l'accélération selon la méthode dynamique d'analyse modale spectrale.	35
III.1.2. API 650 (American petroleum institute 2010)	37
○ Vérification Au Séisme.....	37
III.1.3. Règles générales de l'Eurocode 8.....	38
III.2. Étude hydrodynamique.....	39
III.2.1. But de l'étude hydrodynamique	39
III.2.2 Méthode de calcul hydrodynamique.....	39
○ Calcul des actions d'impulsion	40
○ Calcul des moments de flexion.....	41
○ Calcul du moment de renversement	41
○ Calcul du moment stabilisant	41
○ Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique.....	41
○ Calcul des contraintes circonférentielles	44
○ Vérification au flambement	44
○ Calcul des ancrages	45
III.3.1. Calcul de la période fondamentale T	47
III.3.2. Calcul de l'effort tranchant à la base.....	47
III.3.4. Vérification de la stabilité de l'ouvrage	50
IV.1 Analyse et comparaison des résultats du dimensionnement (EC- API 650).....	53
IV.1.1 Dimensionnement de la robe	53
IV.1.2 Dimensionnement du fond et de la toiture	53
IV.2 Étude sismique	54
IV.2.1. Vérifications de la stabilité.....	54
○ Vérification au renversement.....	54
○ Vérification au ballottement	54
IV.2.2. Contraintes hydrodynamiques	55
IV.2.3 Vérification au flambement.....	55
IV.2.3 Vérification des ancrages au cisaillement	56
Conclusion générale	58

Introduction Générale

Introduction générale

Afin de concevoir une structure en toute sécurité, l'analyse de son comportement sous différentes variétés de chargement et prendre en considération la sismicité de sa zone d'implantation sont très importants.

Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, notamment dans les industries pétrolières, gazières et pétrochimiques. Ils peuvent être de forme cylindrique ou sphérique. Ils sont aériens ou enterrés, horizontaux ou verticaux, en fonction de la nature du produit stocké, son environnement et son utilisation. Les réservoirs sont plus complexes en matière de dimensionnement, d'étude et de prise en charge du volet sécurité. Ils sont en interaction avec le produit stocké et l'environnement extérieur tels que les conditions climatiques.

Un réservoir est un équipement dangereux, en attente d'un dysfonctionnement interne ou externe pour exploser. Ceci nous rappelle les précautions à prendre lors de l'utilisation de tels enceintes et la nécessité d'aller au-delà de norme et de la convention pour approfondir l'étude technique détaillée, développer de nouveaux concepts dans le cadre de performances et de résolutions des problèmes et créer une vision plus dynamique et méthodique dans le cadre de la maintenance prédictive et autonome. (*CHAMAYOU, R.2004*)

En Algérie l'utilisation de réservoirs métalliques est fréquente depuis longtemps, ceci par le fait que le pays soit un grand producteur de pétrole.

Le but de ce projet est d'élaborer des règles et procédures de base, en soulignant les préoccupations dans la conception, la construction et l'exploitation d'un réservoir avec le toit fixe.

L'objectif principal de ce projet est d'étudier les performances des réservoirs métalliques en utilisant un système de toit fixe.

En prenant les données d'un projet de développement pétrolier réel avec ses notes de calcul comme données de bases, on effectuera son dimensionnement selon l'**EUROCODE 3 et 8** et son étude sismique selon le **Règlement Parasismique Algérien**.

CHAPITRE I

Généralités

I.1. Présentation du projet et de la structure d'accueil

Ainsi au cours de notre projet de fin d'étude nous nous sommes intéressés au projet de NAFTAL qui concerne la réalisation de quatre réservoirs de 8000 m³ chacun à Kherrouba (ALGER) qui est une zone fortement sismique. Ainsi pour étudier ce réservoir, il faudrait effectuer un dimensionnement et une étude sismique.

I. 2 Présentation de l'entreprise NAFTAL

NAFTAL est une société algérienne fondée en 1982 et à 100 % filiale de SONATRACH avec un chiffre d'affaire de plus de 300 milliards de dinars par an, elle est rattachée à l'activité commercialisation. Elle a pour missions principales la distribution et la commercialisation des produits pétroliers et dérivés sur le marché national algérien.

I.2.1 Histoire

Issue de SONATRACH, l'entreprise ERDP a été créée par le décret N°80/101 du 06 avril 1981. Entrée en activité le 1^{er} janvier 1982, elle est chargée du raffinage et de la distribution des produits pétroliers. En aout 1987, l'activité raffinage est séparée de l'activité distribution à une nouvelle entité NAFTEC.

NAFTAL est désormais chargée uniquement de la commercialisation et de la distribution des produits pétroliers et dérivés en 1998, elle change de statut et devient Société par actions filiale à 100 % de SONATRACH.

I.2.2 Mission

NAFTAL a pour mission principale la distribution et la commercialisation des produits pétroliers sur le marché national. Elle intervient dans les domaines :

- Enfutage des GPL
- Formulation de bitumes
- Distribution, stockage et commercialisation des carburants, GPL, lubrifiants, bitumes, pneumatiques, GPL/carburant, produits spéciaux.
- Transport des produits pétroliers.

I.2.3 Moyens

Il existe deux types de moyens : moyens humains moyens matériels :

- **Moyens humains**

Avec un effectif de plus de 31 000 agents, NAFTAL est le premier distributeur de produits pétroliers en ALGERIE.

Elle contribue à hauteur de 51 % de l'énergie finale en fournissant 10 millions de tonnes de produits pétroliers par an sous forme de :

- Carburants (8 millions de TM)
- Gaz de pétrole liquéfié (plus de 1.6 millions de TM)
- Bitumes (plus de 3.5 millions de TM)
- Lubrifiants (plus de 70 000 TM)

- **Moyens matériels**

Pour cela elle dispose de :

- 47 dépôts carburants terre ;
- 42 centres et mini-centres GPL ;
- 09 centres vrac GPL ;
- 47 dépôts relais ;
- 30 dépôts aviation ;
- 6 centres marins ;
- 15 centres bitume ;
- 24 centres lubrifiants et pneumatiques ;
- Un réseau de pipeline d'une longueur de 700km ;
- Un parc roulant d 3300 unités ;
- Un réseau de stations-service de 674 dont 338 stations-service en gestion directe.

I.3 Terminologie et Typologie

Les réservoirs atmosphériques sont destinés à stocker des liquides sous une pression très proche de la pression atmosphérique (*CHAMAYOU, 2004*), de manière à pouvoir stocker de grands volumes pour un coût d'investissement faible. Ce sont des réservoirs cylindriques verticaux à fond plat que l'on peut différencier par le type de couverture.

La capacité maximale de ces réservoirs atmosphériques peut être très importante. Elle est seulement limitée par la hauteur et le diamètre qu'il est possible de réaliser. Le choix de la hauteur est lié à la nature du terrain car les réservoirs reposent à même le sol. En tenant compte de la résistance moyenne des sols habituellement rencontrés, elle est le plus souvent comprise entre 14 et 22 m. Bien entendu le diamètre maximal sera limité par la surface du terrain disponible, mais également par l'épaisseur maximale autorisée par les codes de construction pour la partie basse de la robe. Cette épaisseur est généralement fixée à 45 mm pour la plupart des codes existants. Le fond et la robe du réservoir est le même pour les différents types de réservoir, il n'y a que la toiture qui varie.

I.3.1. Fond

Il a une fonction principale d'étanchéité et assure le transfert de la charge verticale, produite par le liquide stocké, sur la fondation. La partie centrale du fond n'est donc pas soumise à des contraintes mécaniques de tension. Par contre, la bordure périphérique, placée sous la robe et soudée à celle-ci, est fortement sollicitée par la pression hydrostatique horizontale qui agit au bas de la robe. Le fond peut être plat ou légèrement conique avec une pente au moins égale à 0.2 % orienté vers le haut ou vers le bas. Cette pente facilite l'élimination des dépôts en fond de bac, qui s'effectue par l'intermédiaire d'une tuyauterie traversant la robe et débouchant sans une cuvette installée au point bas du fond. Lorsqu'un tassement des fondations est attendu, la pente du fond est orientée vers le haut pour compenser les mouvements du terrain. Le fond est réalisé à partir de tôles rectangulaires de 6 à 6.5 mm d'épaisseur minimale, soudées par recouvrement sur leur face supérieure.

En fonction des critères fixés par les codes de construction, une tôle annulaire de bordure peut être nécessaire sous la robe. Elle est constituée de segments de tôles rayonnants, soudés bout à bout, en général plus épais que le reste du fond de tôle.

I.3.2 Robe

Elle doit résister aux contraintes développées par la pression hydraulique du liquide stocké. Elle est constituée de rangées de tôles rectangulaires (de longueur L) superposées, appelées viroles, qui sont soudées bout à bout. Les joints verticaux de ces tôles sont généralement décalés à chaque changement de virole, du tiers de leur longueur. L'épaisseur minimale de chaque virole est calculée à partir de formules simples définies par les codes de construction. Sa valeur dépend des dimensions de la cuve, de la masse volumique du produit stocké, des caractéristiques mécaniques des aciers utilisés, des coefficients de sécurité imposés par le code appliqué, de la température d'étude et de la surépaisseur de corrosion

retenue. L'épaisseur maximale autorisée par la plupart des codes de construction est limitée à 45 mm. Par ailleurs pour, pour des raisons de construction, ces codes précisent également une épaisseur minimale de robe comprise entre 5 et 10 mm suivant le diamètre du réservoir.

La liaison de la robe sur le fond ou sa bordure s'effectue par une double soudure d'angle. Cet assemblage est très sollicité par la pression hydrostatique et les mouvements de rotation de la robe qui en découlent. Il doit donc être considéré comme un détail important de la construction (*CHAMAYOU, 2004*)

I.3.3 Poutre raidisseur et raidissage de robe

En l'absence de toit, la partie haute de la robe doit être renforcée par une poutre raidisseur, pour conserver sa rotundité sous l'action du vent. Cette poutre est placée en principe à un mètre du sommet. Quand elle est assez large, elle est utilisée comme passerelle de circulation autour du réservoir. Elle est souvent constituée de segments de tôles pliés formant sur sa partie extérieure un polygone régulier.

Un raidissage intermédiaire de dimension beaucoup plus modeste, peut être aussi nécessaire sur la robe, entre la poutre supérieure et le fond, pour assurer une résistance correcte au claquage locale de la paroi cylindrique soumise à la pression dynamique du vent. On limite ce raidissage, ou on le supprime, en augmentant légèrement l'épaisseur des viroles les plus minces. Lorsqu'il subsiste, il est réalisé par un ou plusieurs anneaux en profilés cintrés ou par de petites poutres en tôle pliée comme la poutre au vent supérieure.

L'action horizontale d'ensemble du vent, agissant sur la structure, peut aussi nécessiter l'installation de boulons d'ancrage, à la base de la robe. Ils ont pour fonction de s'opposer au soulèvement du fond, lorsque le poids propre en pied de robe n'est pas suffisant pour assurer l'équilibrage de l'ouvrage. Lorsqu'ils sont nécessaires, ces ancrages sont répartis à intervalles réguliers autour du réservoir sur des chaises soudées à la robe. La fondation du réservoir doit alors comporter sur sa périphérie un anneau de béton, de section suffisante pour s'opposer aux efforts de soulèvement repris par chaque ancrage.

Les effets d'un séisme peuvent également imposer la mise en place de boulons d'ancrage, mais aussi le renforcement de l'épaisseur des viroles basses et de la bordure de fond. Les vérifications pour ce cas d'étude sont clairement exposées dans l'appendice du code de la construction *API-650* édité par l'American Petroleum Institute.

I.3.4.Toiture

○ Réservoirs à toit fixe

Le stockage de produits peu volatils et à faible tension de vapeur est réalisé dans des réservoirs dont la partie supérieure est obturée par un toit fixe. Il est ainsi possible d'assurer plus facilement leur conservation et d'empêcher leur contamination par les agents extérieurs. D'une manière générale, il s'agit de produits dont la tension de vapeur absolue à température ambiante est inférieure à 0.1 bar ou dont le point d'éclair est supérieur à 55° C.

Les produits les plus lourds sont à l'état pâteux à température ambiante. Ils nécessitent l'installation d'un système de réchauffage permanent, placé sur le fond des réservoirs, pour les maintenir suffisamment liquide et permettre ainsi leur transfert. Dans ce cas, un calorifuge est prévu sur la robe et, suivant la température de réchauffage, sur le toit du réservoir.

- Le fond et la robe de ces réservoirs sont du même type que sur les cuves ouvertes. Cependant, la présence du toit fixe assure une rigidité suffisante au sommet de la robe qui permet d'éviter l'installation d'une poutre raidisseurs.
- Les toits sont de forme conique ou sphérique, ils sont étudiés pour supporter une charge externe d'au moins 120 daN/m² correspondants aux effets combinés d'une charge temporaire (neige et dépression interne). La tôlerie de ces toits est réalisée à partir de tôles rectangulaires de 5 mm d'épaisseur, soudées entre elles par recouvrement sur leur face supérieure. La tôlerie est indépendante de la charpente et il n'y a pas de liaison par soudure entre ces deux éléments du toit.

On distingue deux catégories de toit fixe : les toits supportés et les toits autoportants avec ou sans charpente.

- **Réservoir à toit fixe supporté**

Les réservoirs à toit fixes supportés ont un profil conique assez plat avec une pente recommandé de 1/16 ou 1/12, notamment lorsque le toit est calorifugé. Ces toits sont constitués d'une charpente supportée par un ou plusieurs poteaux, en tubes ou en profilés, qui s'appuient sur le fond de l'ouvrage. Les tôles du toit reposent sur des chevrons rayonnant qui prennent appui au centre du réservoir sur le poteau central, en périphérie sur la robe, et pour les réservoirs de diamètre supérieure à 25 m, sur des poteaux intermédiaires. Ces derniers sont disposés sur des cercles concentriques et sont reliés en tête par des pannes droites sur lesquelles viennent se poser les chevrons.

Les réservoirs avec toit sur charpente et poteaux sont étudiés pour une surpression et une dépression interne n'excédant pas +5 mbar et -2.5 mbar. Cette faible pression interne n'entraîne aucun soulèvement de la robe et ces réservoirs ne comportent donc aucun ancrage, sauf lorsqu'ils sont nécessaires pour la tenue au vent ou au séisme de la structure.



Figure I.1 : Réservoir à toit fixe supporté

- **Réservoir à toit fixe autoportant**

Les toits fixes autoportants sont soit coniques avec une pente de 1/5 ou 1/6, soit sphérique avec rayon de courbure compris entre 0,8 et 1,5 fois le diamètre du réservoir. La charpente de ces toits est constituée d'éléments porteurs rayonnants, réalisés par de simples chevrons ou par des fermes métalliques fixés en leur centre sur un anneau formant clef de voute. On limite, en général, l'utilisation de ce type de charpentes à des réservoirs de 25m de diamètre pour les toits coniques et de 60 m pour les toits sphériques, tandis que les charpentes à fermes sont employés jusqu'à 60 m de diamètre quel que soit le profil du toit. Les charpentes à chevrons sont de conception plus simple et plus économique.

Les réservoirs de diamètre inférieur à 20 m sont souvent construits avec des toits autoportants sans charpente. Dans ce cas, l'épaisseur des tôles de toit doit être calculée à partir des formules précisées par les codes de la construction. On limite, en général, cette

épaisseur à 9,5 mm de manière à conserver un assemblage par recouvrement des tôles. La pente des toits coniques peut être supérieure à 1/5, mais l'angle formé par les génératrices du toit et un plan horizontal ne doit pas dépasser 37°.



Figure I.2 Ossature du toit autoportant (agrotel.net) toit autoportant (hellopro)

- **Réservoirs à toit flottant**

Le toit flottant a été inventé au début des années 1920 et depuis, de nombreux modèles ont été développés avec plus ou moins de succès. Seuls subsistent aujourd'hui ceux qui ont fait la preuve de leur efficacité. Ils sont tous du type à contact, c'est-à-dire que leur face inférieure est entièrement mouillée par le liquide sur lequel ils flottent. Aucun espace vapeur n'existe, ce qui permet d'éliminer les problèmes de corrosion interne, de limiter les risques d'incendie et de pratiquement supprimer les pertes par évaporation. Les deux types principaux de toit flottant à contact actuellement utilisés dans l'industrie, sont simple pont et le double pont.

Ces toits sont exposés aux intempéries et doivent donc être conçus pour résister aux effets du vent, de la pluie et de la neige. Ils sont dimensionnés pour rester en flottaison sur un liquide de masse volumique au moins égale à 700 kg/m^3 en supportant une charge d'eaux pluviales correspondant à une chute de 250 mm sur une période de 24 h et en supposant que le système de drainage principal est inopérant. Lorsque le toit est au repos sur le fond du réservoir en appui sur ses pieds supports, il doit pouvoir soutenir une surcharge de 120 daN/m^2 sans accumulation d'eau.

Il existe deux types de réservoirs à toit flottant :

- Réservoirs à toit flottant externe → toit installé à l'air libre dans des cuves ouvertes.
- Réservoirs à toit flottant interne → toit placé à l'intérieur de réservoirs à toit fixes.
- **Réservoirs à toit flottant externe :**

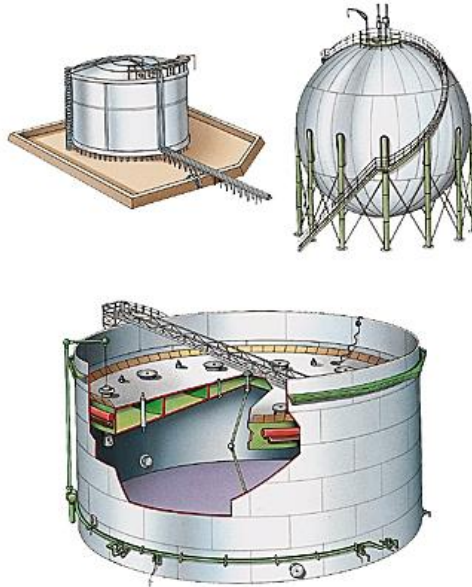


Figure I.4 : Réservoir à toit fixe (ERGIL)

Le fond et les détails de conception de la robe sont pareils que pour les réservoirs à toit fixes.

- **Toit flottant simple pont**

Ils sont constitués par une membrane circulaire centrale, appelée pont, qui repose directement sur le liquide stocké et qui est bordée sur sa périphérie par un caisson annulaire continu divisé, par des cloisons radiales, en compartiments étanches au liquide. Le but de ces compartiments est d'assurer la flottabilité de la structure, en service normal, en cas d'accumulation d'eau de pluie sur le pont, ou lors d'une éventuelle crevaisson de ce pont. Pour cette dernière condition, on considère que le pont central et deux compartiments quelconques du caisson annulaire sont percés simultanément.

La surface du caisson annulaire représente environ 20 à 25 % de la surface du toit sauf pour les petits réservoirs où elle peut atteindre 35%. La partie inférieure de ce caisson peut être horizontale, mais elle est le plus souvent réalisée avec une pente, orientée vers le haut et le centre du réservoir. Cela permet de diriger et de piéger sous le pont central les vapeurs émises par le produit, sous l'effet de la chaleur ambiante. La flexibilité du pont central permet ainsi à ces vapeurs de former un dôme gazeux qui agit ensuite comme un isolant au-dessus du liquide

jusqu'à ce que la température extérieure baisse et que, par condensation, ces vapeurs retournent à l'état liquide. La partie supérieure du caisson a une pente inverse qui draine les eaux de pluie, ou celles provenant de la fonte des neiges, vers le pont central à partir duquel elles sont ensuite évacuées à l'extérieur du réservoir. Le drainage se fait par le centre du pont au moyen d'une canalisation flexible ou articulée, placée sous le toit flottant, qui chemine dans le produit jusqu'à une tubulure située au bas de la robe.

Le pont central est réalisé à l'aide de tôles rectangulaires, ayant une épaisseur minimale de 5 mm, assemblées par recouvrement et soudées sur leur face supérieure.

Cependant, on peut distinguer deux types de réservoirs à toit flottant simple pont :

- Toit flottant à simple pont avec caisson central sur lequel un caisson de flottabilité cylindrique a été ajouté au centre du pont.
- Toit flottant avec simple pont avec bouées multiples qui comporte un ensemble de petits caissons fermés, cylindriques ou cubiques, disposés au-dessus du pont et sur toute sa surface suivant une maille régulière.

- **Toit flottant double pont**

Ils sont constitués de deux voiles circulaires en tôle qui couvrent toute la surface complète du réservoir. Ces ponts sont séparés par une série de couronnes concentriques verticales formant des caissons de flottaison étanches au liquide. Le caisson annulaire extérieur est divisé en compartiments par des cloisons radiales, également étanches au liquide. La flottabilité du toit doit être assurée avec deux compartiments ou caissons quelconques percés en cas d'accumulation sur le toit.

Le pont inférieur est généralement plat, mais peut être construit avec une légère conicité vers le haut. Quelque soit sa configuration le toit double pont possède une capacité de déformation suffisante pour piéger les évaporations au centre du toit. Ainsi, sur ce genre de toit, l'effet de la température est minime car le matelas d'air entre les deux ponts constitue une isolation thermique au-dessus du liquide.

Le pont supérieur comporte une pente vers le centre du toit pour permettre le drainage des eaux. Pour les toits de diamètre supérieur à 60 m, le pont supérieur est souvent réalisé avec un profil conique à deux pentes opposées pour limiter la hauteur de la couronne extérieure sur laquelle est fixé le joint d'étanchéité. Dans ce cas le point bas de collecte des eaux se situe sur un cercle intermédiaire où l'on installe trois systèmes de drainage du même type que sur le toit simple pont.

Les toits flottants double pont sont employés pour des réservoirs de diamètre compris entre 15 et 125 m. Le seul inconvénient est le fait qu'ils soient plus coûteux, par contre ils présentent plusieurs avantages :

- ✓ Facilité d'entretien par le fait que la surface soit lisse et sans relief
- ✓ Meilleure résistance à la corrosion externe
- ✓ Meilleure stabilité aux effets du vent.
- ✓ Couche d'air emprisonné entre les deux ponts constitue une isolation thermique. Température stockée sous un toit double pont est inférieure de 10°C par rapport au liquide stocké sous un toit simple pont.

Ainsi dans les pays chauds ou froids, pour les liquides volatils, il est préférable d'utiliser ce type de toits avec parfois une couche isolante sur le toit inférieur.

✓ **Réservoirs à toit flottant interne**

Les réservoirs à toit flottant internes sont des réservoirs à toit fixe dans lesquels est installé un toit fixe simplifié. Ces réservoirs sont particulièrement adaptés pour le stockage des produits volatils dont il faut préserver la pureté, assurer la conservation et limiter l'émission des vapeurs toxiques vers l'atmosphère.

La présence d'un toit fixe élimine les risques d'exploitation présents sur les toits flottants notamment dans les régions où il y'a de fortes chutes de neiges ou une forte pluviométrie ainsi le système de drainage n'est pas nécessaire et l'entretien régulier est évité ainsi sans oublier l'absence de risque au vent vu que le toit flottant est à l'abri.

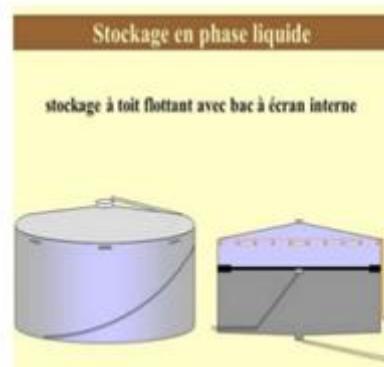


Figure I.5 : Toit fixe avec écran flottant

Il existe de types de toits flottants internes :

- Toit flottant de conception soudée
- Écran interne de conception boulonnée

Ces toits sont conçus pour flotter sur un liquide dont la masse volumique est au moins égale à 700 kg/m^3 . Ils doivent permettre, au repos ou en flottaison, la circulation en sécurité de deux hommes sur n'importe quelle partie du toit.



Figure I.6 : Toits flottants internes soudés

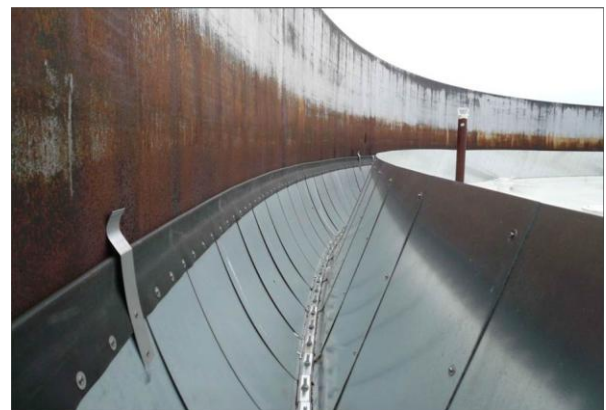


Figure I.7 : Toits flottants internes boulonnés

Les avantages d'une construction soudée :

- Sont résistants et durables
- Bonne stabilité en présence de produits gazeux
- Sont particulièrement étanches aux vapeurs
- Dégazage du réservoir avant entretien s'effectue facilement et sans risques

D'autre part, la conception boulonnée présente les avantages suivants :

- Importante réserve de flottabilité qui donne une grande sécurité de service.
- Tous les éléments de ces écrans peuvent être introduits dans le réservoir par un simple trou d'homme placé sur la robe.

I.4. Normes de calculs

L'étude et la construction des réservoirs de stockage sont régies par des normes et des codes qui regroupent un ensemble de dispositions considérées comme minimales pour la sécurité. Ces règles concernent la conception, le calcul, le choix des matériaux, la construction, la soudure, les contrôles et les essais de résistance. Elles sont élaborées conjointement par les utilisateurs et les constructeurs ; elles sont régulièrement mises à jour pour être complétées ou pour tenir compte des résultats de l'expérience acquise sur les structures en service.

Les documents existants sont peu nombreux. Ce sont tous des documents nationaux, mais leur audience s'étend largement au-delà des frontières des pays émetteurs au profit des pays qui ne possèdent pas de réglementation propre. La conception et la construction des réservoirs de stockage sont limitées et réglementées par différents codes et normes.

I.4.1. API 650

L'API 650 est un code américain de dimensionnement des réservoirs soudés en acier destinés au stockage des produits pétroliers. Il prend en considération les fortes activités sismiques et les ouragans. Ce code a vu le jour à l'American Petroleum Institute qui se trouve aux ETATS-UNIS et regroupe les industriels américains du pétrole et du gaz. Ce code a été revu plusieurs fois et amélioré selon les nouvelles données et découvertes.

I.4.2. CODRES

CODRES Division 1 est un code français de construction des réservoirs cylindriques verticaux en acier (U.C.C.I.P. et S.N.C.T.). Il définit les exigences minimales requises pour le choix des matériaux, le dimensionnement, les contrôles à effectuer en cours et en fin de fabrication et les modalités d'inspection. Ces règles ont pour but de prévenir la défaillance du réservoir sous l'effet de sollicitations auxquelles il sera soumis en exploitation. Des règles de conception et d'exploitation sont proposées pour le fond, le toit, la robe, les ancrages.

I.4.3. EUROCODE

Les EUROCODES sont des normes de constructions européennes pour les constructions de Génie Civil. Ainsi, on y trouve des règles pour le dimensionnement des réservoirs de stockage. On y trouve des règles de calcul pour le dimensionnement de la toiture, de la robe et des tôles composant le fond de bac ainsi que les épaisseurs minimales requises pour les différentes tôles.

Pour notre réservoir, nous allons appliquer les règles de l'EUROCODE pour le dimensionner.

CHAPITRE II :
Exemple de dimensionnement d'un
réservoir

II.1. Présentation du réservoir

Notre projet consiste en la réalisation de quatre réservoirs à toit fixe de 8000 m^3 chacun. Chaque réservoir est constitué de 6 viroles pour une hauteur totale de 14 m et de 28 m de diamètre. Ils sont destinés au stockage de carburant pour l'alimentation des stations d'essence de la capitale algérienne et des wilayas limitrophes.

Les caractéristiques de l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude sont données ci-dessous :

II.3.1. Dimensions

- ✓ Diamètre intérieur : $D = 28.00 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du réservoir : $H = 14.424 \text{ m}$
- ✓ Capacité nominale : $V = 8000 \text{ m}^3$
- ✓ Hauteur maximale du liquide : $H_L = 13.00 \text{ m}$
- ✓ Gravité spécifique du liquide : $G = 0.860 \text{ m/s}^2$
- ✓ Hauteur de la première virole : $H_r = 1.924 \text{ m}$
- ✓ Hauteur des cinq autres viroles : $H_r = 2.5 \text{ m}$

II.3.2. Pressions

- ✓ Pression du vent : $P_{sd} = 811.59 \text{ N/m}^2$
- ✓ Pression de calcul : $P_0 = 0 \text{ mbarg}$ (cuve couverte)
- ✓ Vitesse du vent : $V = 120 \text{ km/h} = 33.330 \text{ m/s}$

II.2. Situation et localisation

Le projet se situe à kherrouba au centre d'ALGER (figure 8) qui est classé dans une zone à forte activité sismique (zone III). Il est situé sur un terrain plat. Localement, à partir des sondages carottés, on a conclu que le site est composé de quatre unités géotechniques principales de surface en profondeur comme suit :

- Remblai d'épaisseur maximale de 2 m.
- Sable fin à moyen éléments graveleux et caillouteux d'épaisseur variant entre 6 et 7m
- Sable grossiers moyen à éléments graveleux et caillouteux d'épaisseur variant entre 10 et 14 m

Dépôts à caractère vaseux. Ils sont constitués d'alternance d'argile sableuse à aspect vaseux, de couleur noirâtre et de sables argileux et graveleux de couleur noirâtre



Figure II.1 : localisation du site

II.4. Calcul du réservoir

Le dimensionnement de notre ouvrage est basé sur le code de calcul Eurocode 3.

II.4.1. Calcul des épaisseurs des viroles

○ Epaisseur minimale de la tôle

Selon le règlement de l'EUROCODE l'épaisseur minimale de chaque virole doit être supérieure ou égale à 6 mm.

○ Calcul des épaisseurs

La pression hydrostatique est résistée par la contrainte circonférentielle σ_{θ} .

$$\sigma_{\theta} = \frac{pr}{t} \leq f_{y,d}$$

D'où :

$$t = \frac{pr}{f_{y,d}} \quad (01)$$

$$p = \gamma_f \cdot \gamma \cdot g \cdot (H_j - 0.3) + p_0 \quad (02)$$

$p_0=0$: surpression de calcul au dessus du niveau liquide.

$$t \geq \frac{(\gamma_f \cdot \gamma \cdot g \cdot (H_j - 0.3)) \cdot r}{f_{y,d}} \quad (03)$$

Pour: $\gamma_f = 1.2$; $\gamma = 860 \text{ kg/m}^3$; $G = 10 \text{ m/s}^2$;

$$f_{y,d} = \frac{fy}{\gamma_{Mo}} = \frac{235}{1.1} = 213.64 \text{ N/mm}^2 \quad (04)$$

$$Y_f * g * G = 1.2 \times 860 \times 10 = 1.032 \times 10^4 \text{ N/m}^3 = 10.32 \text{ KN/m}^3 \quad (05)$$

Ainsi:

$$t \geq \frac{10.32(H_j - 0.3)r}{213.64 * 1000} \quad (06)$$

D'où :

$$t = 0.0483 \times 10^{-3} (H_j - 0.3) * r$$

Remarque:

Puisque le réservoir que nous calculons a un diamètre inférieur à 33 mètres, le règlement nous préconise une épaisseur minimale de 6 mm.

En tenant compte de la corrosion les épaisseurs seront augmentées de 2 à 3 mm. Le **tableau 2.1** résumera les différents résultats trouvés.

Tableau II.1 : Résultats des épaisseurs des viroles selon l'EUROCODE3.

N° virole	Largeur (m)	Hauteur (m)	t _{cal} (mm)	t _{min} (mm)	Surépaisseur de corrosion (mm)	t _{sc} (mm)
1	1.924	14.424	9.55	10	3.00	14
2	2.5	12.5	8.24	10	1.00	12
3	2.5	10	6.55	8	1.00	10
4	2.5	7.5	4.86	6	1.00	8
5	2.5	5	3.17	6	1.00	8
6	2.5	2.5	1.48	6	1.00	8

Avec :

t_{cal} : l'épaisseur calculé

t_{min} : l'épaisseur minimale à prendre en tenant compte de t_{cal} et de t_{min} du règlement.

t_{sc} : l'épaisseur finale à prendre.

II.4.2. Calcul des plaques de fond et annulaire

○ **Plaques de fond**

Pour le cas de la plaque du fond l'épaisseur minimale est donnée directement par l'Eurocode 3, ainsi pour un fond en acier carbone l'épaisseur est de l'ordre de **6mm**. La Surépaisseur de corrosion est estimé à **3mm**, d'où on opte alors pour une épaisseur **t_b = 9 mm**.

○ **Plaques annulaires**

$$\text{On a } D=28\text{m} > 12.5\text{m} \implies t_a = (t_s/3) + 3 = \frac{14}{3} + 3 = 7.66$$

$$\text{Soit } t_a = \mathbf{8\text{mm}}$$

En prenant en considération la surépaisseur de corrosion qui est de 3mm, l'épaisseur total de la tôle annulaire est de $t_a = \mathbf{11\text{mm}}$. Avec t_s : épaisseur de la première virole.

II.4.3 Calcul des raidisseurs secondaires

D'après les **EUROCODES**, les dimensions minimales à donner aux raidisseurs secondaires pour éviter le voilement local de la coque sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2 : les dimensions minimales des raidisseurs

Les dimensions minimales des raidisseurs secondaires	
Diamètre du réservoir (m)	Cornière de rive (mm)
$D \leq 20\text{m}$	100×65×9
$20\text{m} < D \leq 36\text{m}$	120×80×10
$36\text{m} < D \leq 48\text{m}$	150×100×10
$D > 48\text{m}$	200×100×12

Dans notre cas on est dans un réservoir dont $20\text{m} < D=28\text{m} \leq 36\text{m}$, on utilisera comme raidisseurs secondaires des cornières aux dimensions suivantes : 120×80×10. Dans le cas où l'épaisseur du réservoir est variable, il convient de transformer la hauteur du réservoir à une hauteur équivalente ayant l'épaisseur t_{\min} . la Hauteur équivalente de la virole h_e :

$$h_e = h \left[\frac{t_{\min}}{t} \right]^{2.5} \quad (07)$$

t_{\min} : épaisseur de la virole la plus faible.

t : épaisseur de la virole.

h : est la hauteur de la virole sous le joint de bordure ou le contreventement primaire.

Tableau II.3 : Les hauteurs équivalentes

N° virole	Hauteur équivalente $H_e(\text{m})$
1	0.536
2	0.697
3	1.22
4	2.5
5	2.5
6	2.5

$$H_e = \sum_{x=1}^6 h_{ex} = h_{e.1} + h_{e.2} + h_{e.3} + h_{e.4} + h_{e.5} + h_{e.6}$$

$$H_e = 0.536 + 0.697 + 1.22 + 3 \times 2.5$$

$$\Rightarrow H_e = 9.953 \text{ m}$$

H_e correspond à la hauteur sur laquelle le voilement peut se produire.

La hauteur maximale entre raidisseurs est donnée par la relation :

$$H_p = 0.46 \left[\frac{E}{P_{sd}} \right] \left(\frac{t_{min}}{r} \right)^{2.5} r k \quad (08)$$

Avec:

- ✓ L'épaisseur minimale des viroles, $t_{min} = 8.00 \text{ mm}$
- ✓ Le rayon du réservoir, $r = 14 \text{ m}$
- ✓ La contrainte axiale $\sigma_{x,d}$ est en traction, $k = 1$
- ✓ La pression due au vent et aux forces du vide partiel,

$$P_{sd} = 8.1159 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

$$H_p = 0.46 \left[\frac{2.1 \times 100000}{0.00081159} \right] \left(\frac{8}{14000} \right)^{2.5} \times 14000 \times 1.0$$

$$\Rightarrow H_p = 6336.2 \text{ mm} = 6.336 \text{ m}$$

$H_e = 9.953 > H_p = 6.336 \text{ m} \rightarrow$ les raidisseurs sont nécessaires.

On a : $20 \text{ m} < D = 28 \text{ m} \leq 36 \text{ m}$; on opte pour un raidisseur à mi-hauteur de : $120 \times 80 \times 10$.

CHAPITRE III : Étude sismique

III.1. Normes et règlement

III.1.1. Règlement parasismique algérien

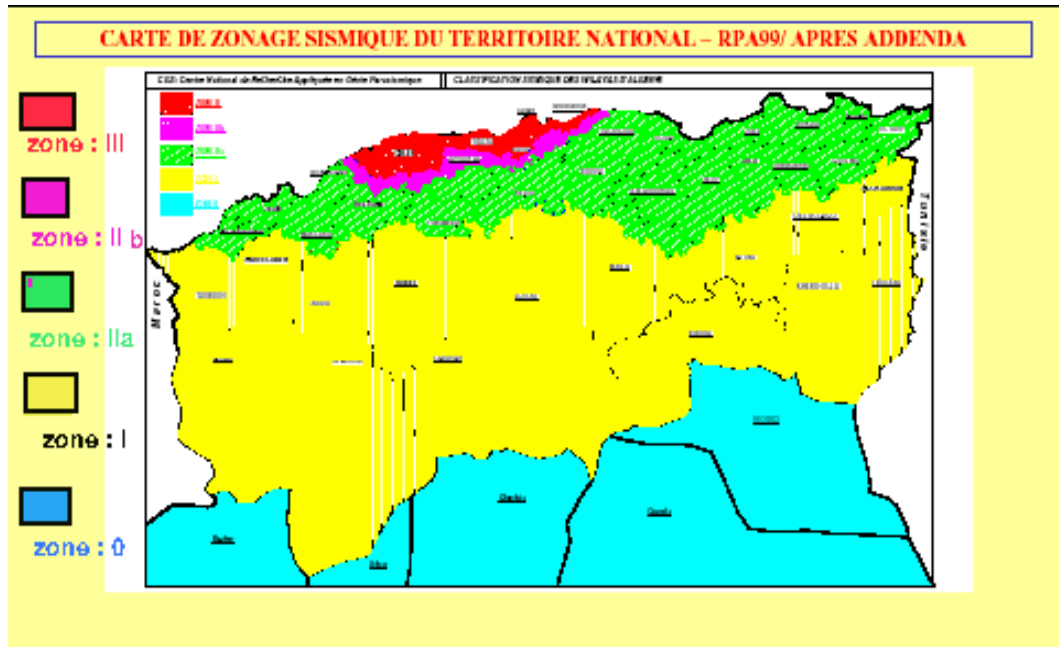


Figure III.1 : carte géographique des zones sismiques

Depuis la première version publiée en 1981 suivie du RPA 81/version 83 suite au séisme d’El-Asnam le 10 Octobre 1980. La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99. Les règles RPA99 tiennent compte des errements des séismes tels que le tremblement de terre d’Oued Djer (Algérie) en octobre 1988 et celui d’Ain Témouchent en 22.12.1999. Ainsi elle introduit 4 sites de sol au lieu des 2 sites (sol meuble et sol ferme) du RPA88. Enfin le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.

○ **Présentation du calcul sismique selon le RPA99**

Le RPA99 est applicable à toutes les constructions courantes. Il n’est pas directement applicable aux constructions telles que les ouvrages d’art et ceux enterrés.

La modélisation des structures doit avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de la structure. Ainsi en se basant sur le (RPA.99 modifié 2003) le calcul de la force sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique d’analyse modale spectrale.
- La méthode d’analyse par accélérogramme.

○ **Calcul de l'accélération a_m selon la méthode dynamique d'analyse modale spectrale**

L'accélération a_m est l'accélération du sol à l'excitation sismique elle est donné par les différents codes selon la sismicité de la zone et certains paramètres. Selon le **RPA**, elle est déterminée selon les relations suivantes :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3.0s \end{cases}$$

• **Coefficient d'accélération A**

Le coefficient d'accélération A est donné en fonction de la sismicité de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage. Ainsi, selon le **RPA 2003**, les réservoirs de stockage sont classés dans le groupe 1b.

Tableau III.1 : Coefficient d'accélération des zones

Groupe	Zone sismique			
	I Sismicité faible	II Sismicité moyenne	Iib Sismicité moyenne	III Sismicité élevés
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

A = 0.3 (groupe 1B, zone III)

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad (09)$$

- ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau III.2: valeurs de ζ (%)

Remplissage	portique		voiles ou murs
	Béton	acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	1
Dense	7	5	0

Dans notre cas $\zeta = 5\%$ donc $\eta = 1$

- **Coefficient de comportement R**

R est le coefficient de comportement global de la structure, il est donné en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage peut être considéré comme une ossature métallique. Selon le RPA 2003, $R=3$.(annexe3)

- **Facteur de qualité Q**

Q est le facteur qualité de la structure, sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$
 Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, Dans notre cas $Q = 1$ (tableau 3.2).

- **Période fondamentale du réservoir**

T est la période fondamentale du réservoir. On la détermine par la relation suivante

$$T = 1.79H_t^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}} \quad (10)$$

Les périodes (T_1 et T_2) sont données en fonction des sites dans le tableau suivant:

Tableau III.3 : périodes caractéristiques

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Dans notre cas : $T_2 = 0.7$ (notre site c'est S4)

Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones s=de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune,soit :

- a- Zone 0 : sismicité négligeable.
- b- Zone I : sismicité faible.
- c- Zones IIa et IIb : sismicité moyenne.
- d- Zone III : sismicité élevée.

Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tableau III.4 : valeurs du coefficient A selon l'importance et la zone des ouvrages

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

III.1.2. API 650 (American petroleum institute 2010)

Afin de concevoir une structure en toute sécurité, l'analyse de son comportement sous différents variété de chargement est importante. La première étape pour analyser le comportement de la structure face aux différentes charges est l'analyse de contraintes qui peut être réalisée de différentes méthodes théorique, numérique et expérimentale.

Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, notamment dans les industries pétrolières, gazières et pétrochimiques. Ils peuvent être de forme cylindrique, sphérique. Ils sont aériens ou enterrés, horizontaux ou verticaux, en fonction de la nature du produit stockée, son environnement et son utilisation. Les réservoirs sont plus complexes en matière de dimensionnement, d'étude et de prise en charge du volet sécurité .Ils sont en interaction avec le produit stocké, l'environnement extérieur tel que les conditions climatique.

Un réservoir est un équipement dangereux , en attente d'un dysfonctionnement interne ou externe pour exploser.cet accident nous rappel les précautions à prendre lors de l'utilisation de tel enceinte et la nécessité d'aller au-delà de la norme et de la convention pour approfondir l'étude technique détaillée, développer de nouveaux concepts dans le cadre de performance et de résolution des problèmes et créer une vision plus dynamique et méthodique dans le cadre de la maintenance prédictive et autonome.

- **Vérification Au Séisme**

Après avoir choisi la norme adéquate nous procédons au calcul du poids, au calcul du coefficient sismique d'accélération, au calcul des moments de renversement, au calcul de l'effort séismique et à la vérification de la résistance au renversement.

La première étape consiste à calculer le poids effectif du produit oscillant (w_i) et le poids convectif d'une fraction de liquide (W_c) :

$$W_i = si \left[\left(\frac{D}{H_0} > 1.33 \right), \frac{th\left(0.86 \frac{D}{H_0}\right)}{0.866 \frac{D}{H_0}} W_p, \left(1 - 0.218 \frac{D}{H_0} \right) W_p \right] \quad (11)$$

$$W_c = 0.23 \cdot \frac{D}{H_0} th\left(3.67 \cdot \frac{H_0}{D}\right) \cdot W_p$$

Ou W_p est le poids total du liquide dans le réservoir, H_0 est la hauteur de la première virole et D est le diamètre du réservoir.

La deuxième étape consiste à déterminer les coefficients d'accélération sismique impulsif (A_i) et convectif (A_c) comme suit :

$$A_i = \max \left[\begin{array}{c} 2.5 \cdot Q \cdot F_a \cdot S_p \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}} \right) \\ 0.007 \end{array} \right]$$

$$A_c = 2.5 \cdot Q \cdot F_a \cdot S_p \cdot \left(\frac{T_s}{T_c} \right) \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}} \right)$$

III.1.3. Règles générales de l'Eurocode 8

L'Eurocode 8 (EN1998-2004) définit deux objectifs au projet parasismique:

- ✓ **Condition de non-effondrement sous un séisme majeur**, associé à une probabilité de référence P_{NCR} de dépassement en 50 ans égale à 10% (séisme de période de retour $T_{NCR} = 475$ ans). La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un État Limite Ultime (ELU).
- ✓ **Limitation des dommages sous un séisme plus fréquent**, dont la probabilité P_{DLR} de se produire est plus importante (probabilité P_{DLR} de dépassement en 10 ans égale à 10%, séisme de période de retour $T_{DLR} = 95$ ans). La structure doit être conçue et construite pour éviter des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui

de la structure. Les vérifications associées à cet objectif sont celles de l'Etat Limite de Service (ELS) et portent, par exemple, sur des valeurs maximales de déformations entre étages d/h .

III.2. Étude hydrodynamique

L'analyse des réservoirs en zone sismique a fait l'objet de plusieurs théories dont celle de HOUSNER qui est basée sur la visualisation du mouvement du liquide à l'intérieur de la cuve sous les actions dynamiques.

En effet, quand un réservoir est soumis à une accélération horizontale, ses parois entraînent dans le mouvement une partie du fluide. Cette partie de la masse d'eau exerce sur les parois une réaction directement proportionnelle à l'accélération ; de plus les déplacements périodiques des parois provoquent la mise en vibration du liquide qui réciproquement le conduit à actionner une vibration sur la cuve. D'où l'importance d'un calcul hydrodynamique pour éviter les complications dues aux efforts sensibles sur la paroi.

L'étude hydrodynamique consiste principalement dans le calcul des pressions exercées sur les parois du réservoir. On distingue deux cas de réservoirs :

- Un réservoir couvert, entièrement rempli, à la suite d'une excitation, l'ensemble devient une masse unique (fluide-réservoir).
- Un réservoir partiellement rempli, l'excitation provoque une formation de vagues en surface.

III.2.1. But de l'étude hydrodynamique

L'étude a pour but de déterminer la hauteur maximale des vagues dans un réservoir partiellement rempli ainsi que les moments créés par l'éclatement de celles-ci sur les parois, ce qui nous permet de prévoir une couverture suffisamment haute pour qu'elle ne soit pas dépassée par les vagues.

III.2.2 Méthode de calcul hydrodynamique

Il existe plusieurs méthodes de calcul, parmi elle on distingue :

- La méthode de JACOBSEN et AYRE dans laquelle les sollicitations produites par les vagues d'eau sont négligées pour ne prendre en compte que les efforts d'impulsion.

➤ La méthode de HUNT et PREISTLEY : cette méthode s'apparente à celle de HOUSNER en ce sens qu'elles établissent toutes des formules de calcul simple appliquées pour deux types de réservoirs à savoir :

- Réservoir peu profond dont le taux de remplissage $H/L < 1.5$
- Réservoir profond dont le taux de remplissage est $H/L > 1.5$

Les deux méthodes aboutissent à des résultats comparables, cependant des études antérieures ont prouvé qu'il est préférable d'utiliser la méthode de HOUSNER lorsque $H/L < 1.5$ car l'autre méthode conduit à des expressions souvent complexes. Toutefois, pour les réservoirs ayant un $H/L > 1.5$, la méthode de HOUSNER donne des résultats approchés à 10 %, c'est pourquoi il est commode dans ce cas d'utiliser la méthode de HUNT et PREISTLEY qui est plus exacte. Dans notre cas nous allons utiliser la méthode de HOUSNER.

III.2.3. Méthode de calcul

○ Calcul des actions d'impulsion

L'expression de la pression hydrodynamique s'exerçant sur les parois horizontales d'un réservoir cylindrique est donné par :

$$P_i = M_i a_{m...} \quad (12)$$

Avec:

$$M_i = M_e = \frac{\overline{th(\sqrt{3} \frac{Ri}{Hi})}}{(\sqrt{3} \frac{Ri}{Hi})} \quad (13)$$

○ Calcul des actions d'oscillation

En partant des mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit ainsi l'expression de l'action d'oscillation :

$$P_0 = 1.20 M_0 g \phi \quad (14)$$

La fraction de carburant qui se met en mouvement dans le réservoir sous l'effet des vibrations est donnée par la relation suivante :

$$M_0 = M_e 0.318 \frac{Am}{He} Th \left(1.84 \frac{He}{Ri} \right) \quad (15)$$

L'angle maximal d'oscillation ϕ_0 de la surface libre est donné par la relation suivante :

$$\phi_0 = 0.83 \frac{am}{g} \quad (16)$$

○ **Calcul des moments de flexion**

✓ **Action d'impulsion**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion, est donné par :

$$M_{fi} = P_i * h_i \quad (17)$$

h_i est le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier et il est

$$M_{f0} = P_0 * h_0 \quad (18)$$

h_0 est le niveau d'application des pressions d'oscillation par rapport au radier et elle est donnée par la relation suivante :

$$h_0 = H_e \cdot \left[1 + \frac{1}{1.84 \operatorname{th}\left(1.84 \frac{H_e}{R_i}\right)} + \frac{1}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh}\left(1.84 \frac{H_e}{R_i}\right)} \right] \quad (19)$$

○ **Calcul du moment de renversement**

✓ **Action d'impulsion**

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donné par la relation suivante :

$$M_{ri} = P_i h_i^* \quad (20)$$

h_i^* est le niveau d'application des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base. Son expression est :

$$h_i = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2} \left[\frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}}{\operatorname{th}\left(\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}\right)} \right] \quad (21)$$

✓ **Action d'oscillation**

Le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation est donné par :

$$M_{r0} = P_0 h_0^* \quad (22)$$

h_0^* est le niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base tel que :

$$h_0 = H_e \left[1 - \frac{\operatorname{ch}\left(1.84 \frac{H_e}{R_i}\right) - 2}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh}\left(1.84 \frac{H_e}{R_i}\right)} \right] \quad (23)$$

ainsi

$$M_r = M_{r0} + M_{ri}$$

○ **Calcul du moment stabilisant**

$$M_s = N_s * R_{rad}$$

○ **Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique**

✓ **Etat limite ultime de stabilité**

Sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet, il y'a lieu de satisfaire inégalité suivante :

$$\frac{\text{Moment Stabilisant}}{\text{Moment renversant}} \geq 2$$

Pour le moment renversement, nous considérons, la somme des deux moments de renversement, précédemment calculés (d'impulsion et d'oscillation). Quant à la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation. (*MEMOIRE MARICHE MOUNA, 2012*)

✓ **Etat limite de service**

A l'ELS, on prend en considération les effets de mouvement du fluide au cours d'un éventuel séisme, c'est l'effet de ballotement. Ainsi on doit vérifier si les vagues causées par le séisme n'atteignent pas la toiture et ne risquent pas de l'endommager. Selon l'EUROCODE 8, la hauteur maximale des vagues est donnée par la relation suivante :

$$d_{\max} = \frac{0.408 R_i}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \Phi_0 R_i} - 1 \right) \text{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \quad (24)$$

Où

ω_0 est la pulsation fondamentale de vibration du liquide.

$$\omega_0 = \frac{g}{R_i} 1.84 \text{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (25)$$

La contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballotement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante : (*M. BENABDERAHMENE 2015*)

$$D_{\max} = 0.84 \frac{am}{g} R_i \quad (26)$$

○ **Calcul de l'effort tranchant à la base**

L'effort tranchant développé à la base notre ouvrage est donné par la relation suivante

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (27)$$

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **Coefficient d'amplification dynamique D**

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure. Il est calé à un palier horizontal pour les faibles périodes.

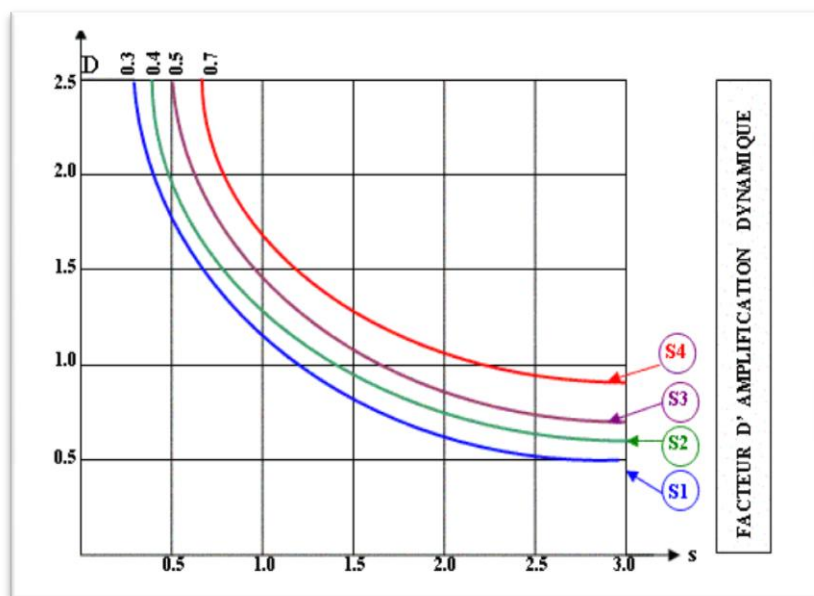


Figure III.2 : Facteur d'amplification dynamique

- **Poids total de la structure W**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. (notre cas $W_{Gi} = 47.1 \text{ daN/m}^2$)
- W_{Qi} : Charges d'exploitation. (notre cas $W_{Qi} = 122 \text{ daN/m}^2$)
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Tableau III.5 de valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

○ Calcul des contraintes circonférentielles

Les cylindres verticaux des réservoirs reprennent la pression hydrostatique par de simples tensions circonférentielles sans qu'aucun raidisseur ne soit nécessaire. La traction circonférentielle dans la coque variera directement suivant la direction verticale en fonction de la hauteur du fluide contenu, depuis la surface du liquide jusqu'à la profondeur maximale. A une profondeur H, la contrainte es donné par la formule suivante : (*COURS SILOS ET RESERVOIRS, DAHMANI*)

$$\sigma_H = \frac{H \rho g D}{2 * t} \quad (28)$$

○ Vérification au flambement

Parmi les risques d'endommagement d'un réservoir, lors d'un séisme, figure le flambement des coques qui est le phénomène d'instabilité le plus complexe. Il s'agit d'une déformation d'une partie de la robe. Il pourrait s'agir de n'importe quelle virole. Ainsi, les différents codes de dimensionnement proposent des normes à respecter afin d'éviter ce genre de déformation. L'expression à vérifier pour les structures en acier est donné par la relation *COURS RESERVOIRS ET SILOS, DAJMANI*):

$$\sigma_{cr} = \left[\frac{1}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \right] \frac{E.t}{r} = 0.605 * E . t / r \quad (29)$$



Figure III.3 : Flambement d'un réservoir métallique (NISEE, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY PEER Center, Steinbrugge Collection No. S4183)

○ **Calcul des ancrages**

Les ancrages font globalement références à des éléments mécaniques assurant un rôle dans l'interface entre l'équipement et son support. En réalité, les ancrages peuvent concerner l'interface entre la structure support intermédiaire et la structure support principale (*DT III GUIDE STRUCTURE*). Il existe plusieurs types d'ancrage en fonction de leur mode de mise en place et de leur mode de fonctionnement :

- Les ancrages passifs : chevillés et pré scellés
- Les ancrages actifs : ancrages précontraints
- Les ancrages : traversant ou non, avec ou sans fourreau

Pour les réservoirs à toit fixe, il convient de rajouter un ancrage pour éviter un quelconque soulèvement de la coque. Ce soulèvement peut être causé par plusieurs facteurs comme les actions du vents contrecarrées par le poids sous corrosion réel du toit, la pression interne de calcul combinée aux actions du vents, un liquide externe dû aux inondation... (*DAHMANI 2017*). La distance entre les ancrages est la même tout autour du réservoir. Ils sont fixés à la paroi de la coque et à la couronne en béton du radier. Selon l'EUROCODE, les efforts d'ancrage sont obtenus à partir de formule suivantes :

Où F est l'effort des ancrages

$$F = N \frac{\pi D}{n_a} \quad (30)$$

Pour l'ancrage ductile, on a :

$$N = \frac{8 M_r}{3 \pi D_a^2} - W \quad (31)$$

- **Vérification des ancrages au cisaillement**

Pour les ancrages nous avons utilisé des boulons M22, ainsi nous allons vérifier leur résistance au cisaillement. Pour cela, nous allons utiliser la relation suivante qui est extraite du guide technique DT111 :

$$V_{R=} F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 f_{yb}) f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}} \quad (32)$$

$$V_E = V_{nom} * R_{TV} R_{Sv} R_{E_V} \quad (33)$$

$$\frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad \text{Pour qu'il n'y ait pas de cisaillement.}$$

V_{nom} : capacités résistantes nominales en cisaillement

R_{TV} : coefficient réducteur lié au type de cheville

R_{Sv} : coefficient lié à l'entraxe des chevilles

R_{E_V} : coefficient réducteur lié à la distance au bord libre

III.3 Exemple sur l'étude sismique d'un réservoir à toit fixe

Nous allons effectuer une étude sismique du réservoir dimensionné au chapitre 2 selon l'EUROCODE et pour son étude hydrodynamique nous allons appliquer la méthode de HOUSNER. Il s'agit de quatre réservoirs à toit fixes, de 8000 m³ chacun et de 14.424 de hauteur, destinés au stockage de carburant au district NAFTAL de Kherrouba (Alger).

III.3.1. Calcul de la période fondamentale T

La formule à utiliser :

$$T = 1.79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}}$$

- le poids de l'ouvrage **P = 2132,794 KN**
- Hauteur de la structure **H_t = 14.424 m**
- E : Module d'élasticité de l'acier **E = 2.1*10⁵ MPa** .
- Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal **I_x** :

$$I_x = \frac{\pi}{4} * (R_e^4 - R_i^4)$$

avec $\begin{cases} R_i : \text{Rayon intérieur de du réservoir} = 13.86\text{m} \\ R_e : \text{Rayon extérieur de du réservoir} = 14\text{ m} \end{cases}$

$$I_x = \frac{\pi}{4} * (14^4 - 13.986^4) = 120.51\text{ m}^4$$

Donc : **T = 0.59s**

III.3.2. Calcul de l'effort tranchant à la base

La formule à utiliser : $V = \frac{ADQ}{R} W$

- **Coefficient d'accélération A**

$$A = 0.3 \quad (\text{groupe 1B, zone III})$$

- **Coefficient d'amplification dynamique D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Donc :

$D = 2.5\eta$ car $(0 < T < T_2)$

$T_2 = 0.7$ (notre site c'est S4)

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Dans notre cas $\zeta = 5\%$ donc $\eta = 1.847$

donc

$$D = 2.5 * 1.847$$

D = 4.6175

- **Coefficient de comportement R**

R est le coefficient de comportement global de la structure, il est donné en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage peut être considéré comme une ossature métallique. Selon le RPA 2003, $R=3$.(tableau 3.1.2)

- **Facteur de qualité Q**

Q est le facteur qualité de la structure, sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, Dans notre cas

$Q = 1$ (tableau 3.2).

ainsi:

$$V = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.3 * 4.62 * 1 * 630.1}{3} = 290,94 \text{ kN/m}^2$$

V = 290,94 kN/m²

III.3.3. Calcul de l'accélération du sol

La période fondamentale T est estimée à $T = 0.59s$. cette valeur est inclus entre $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.7s$, la relation utilisé pour évaluer l'accélération du sol est donnée par la relation :

$$\frac{a_m}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \quad \text{si} \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

Les paramètres (A, Q, R, η) sont donnée en annexe.

Ainsi

$$a_m = 3.06 \text{ m/s}^2.$$

- **Calcul de la résultante des pressions d'impulsion P_i**
 - La masse d'inertie $M_i = 35186.7 \text{ KNm}^3$
 - la résultante des pressions d'impulsion $P_i = 107869.141 \text{ KN}$

- **Calcul de la résultante des pressions d'oscillation P_o**
 - Masse d'eau en oscillation $M_o = 22047,4 \text{ KNm}^3$
 - Angle maximal d'oscillation $\Phi_o = 0.26$
 - Résultante des pressions d'oscillation $P_o = 67318,79 \text{ KN}$.

- **Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi}**
 - Niveau d'application des pressions d'impulsion $H_i = 4.875m$.
 - Moment de flexion d'impulsion $M_{fi} = 525862.06 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo}**
 - niveau d'application des pressions d'oscillation $H_o = 7,46 m$.
 - le moment de flexion d'oscillation $M_{fo} = 502371.52 \text{ KNm}$.

- **Calcul du moment de renversement d'impulsion M_{ri}**
 - niveau d'application des pressions d'impulsion incluant la pression sur la base
 $h_i^* = 5.85 m$

- Le moment de renversement d'impulsion $M_{ri} = 631\,322.1 \text{ KNm}$.
- **Calcul du moment de renversement d'oscillation M_{ro}**
 - niveau d'application des pressions d'oscillation incluant la pression sur la base
 $h_o^* = 10.56 \text{ m}$
 - Le moment de renversement d'oscillation $M_{ro} = 711\,456.2 \text{ KN.m}$

III.3.4. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

a- État limite ultime de stabilité

- poids du réservoir plein $M_C = 630132.79 \text{ KN}$
- rayon extérieur du réservoir = **14 m**.
- Moment stabilisant $M_s = 8\,969\,415.55 \text{ KN.m}$
- Moment de renversement $M_r = 1\,342\,778.32 \text{ KN.m}$

$$\text{Rapport : } M_s / M_r = 6.68 \text{ KN.m}$$

b- État limite de service de niveau de fonctionnement minimal

- La hauteur maximale des vagues $d_{max} = 4.92 \text{ m}$
- la pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement
 $\omega_o = 1.21 \text{ rd/s}$

• calcul le poids de l'ouvrage

- le poids de radier $W_{rad} = 5995.96 \text{ KN}$
- le poids de toiture $W_t = 198.87 \text{ KN}$
- le poids de robe $W_{rb} = 1498.89 \text{ KN}$
- le poids du fond $W_f = 435.02 \text{ KN}$
- le poids de liquide $W_l = 628\,000 \text{ KN}$
- le poids total du réservoir à l'état vide $W_1 = 8128.76 \text{ KN}$
- le poids du réservoir (sans radier et sans liquide) $W_2 = 2\,132.79 \text{ KN}$
- le poids total du réservoir (sans radier) $W_3 = 630\,132.79 \text{ KN}$

➤ le poids total du réservoir $W_4 = 636\ 128,76\ \text{KN}$

c- calcul des contraintes circonférentielle

Calcul des contraintes de membrane circonférentielles				
éléments	indices	Contraintes circon. Calculées	contraintes admissibles	unités
1	$\sigma_{c,v1}$	121689,5184	221520	KPa
2	$\sigma_{c,v2}$	123033,75	158230	KPa
3	$\sigma_{c,v3}$	118112,4	158230	KPa
4	$\sigma_{c,v4}$	110730,375	158230	KPa
5	$\sigma_{c,v5}$	73820,25	158230	KPa
6	$\sigma_{c,v6}$	36910,125	158230	KPa

On remarque que les contraintes hydrodynamiques calculées sont inférieures aux contraintes admissibles, donc la **coque résistera aux contraintes circonférentielles**.

d- Vérification au flambement

vérification au flambement			
Eléments	indices	valeurs	unités
la contrainte critique de flambement pour la virole 1	σ_{cr1}	127,05	MPA
la contrainte critique de flambement pour la virole 2	σ_{cr2}	108,9	MPA
la contrainte critique de flambement pour la virole 3	σ_{cr3}	90,75	MPA
la contrainte critique de flambement pour la virole4	σ_{cr4}	72,6	MPA
la contrainte critique de flambement pour la virole 5	σ_{cr5}	72,6	MPA
la contrainte critique de flambement pour la virole 6	σ_{cr6}	72,6	MPA

Les contraintes critiques de flambement développée suite au mouvement du liquide (gazole) stocké à l'intérieur de la coque du réservoirs sont inférieurs aux limites d'élasticité des aciers utilisés à savoir 573 MPA pour la première virole et 283 pour les autres viroles. ainsi, on constate **qu'il n'y a pas risque de flambement de la coque**.

e- Calcul des ancrages :

calcul les efforts dans les ancrages			
Eléments	indices	valeurs	unités
les efforts normaux des ancrages	N	2075631258	N
les efforts dans les ancrages	F	4678665,328	N

CHAPITRE IV

Interprétation et comparaison des résultats

Dans ce chapitre nous allons comparer les résultats obtenus par le bureau d'étude qui a utilisé l'API 650 et nos résultats en ayant utilisé Le RPA 99 pour la force sismique et l'EUROCODE pour les vérifications nécessaires. Ainsi nous allons comparer le dimensionnement, l'étude sismique, vérification des ancrages, le flambement et le renversement.

IV.1 Analyse et comparaison des résultats du dimensionnement (EC- API 650)

IV.1.1 Dimensionnement de la robe

Nous allons présenter dans le tableau suivant les épaisseurs retenues par le bureau d'étude et nos résultats pour le dimensionnement de la robe. Ces résultats sont retenus après avoir pris en considération les différentes épaisseurs de corrosion.

Tableau IV.1 les épaisseurs de la robe selon l'API650 et l'EUROCODE

N° de la virole	Largeur (m)	Hauteur (m)	t_{sc} (API650) (mm)	t_{sc} (EUROCODE) (mm)
1	1.924	14.424	14	14
2	2.5	12.5	12	12
3	2.5	10	10	10
4	2.5	7.5	8	8
5	2.5	5	6	8
6	2.5	2.5	6	8

On remarque dans le tableau suivant que les épaisseurs retenues, dans les différentes viroles, par le bureau d'étude sont les mêmes que celles que nous avons calculé avec l'EUROCODE excepté les deux dernières viroles où nous constatons une différence de deux millimètre. Ceci peut être expliqué par le fait que le bureau d'étude a favorisé l'aspect financier, en rajoutant la surépaisseur de corrosion à l'épaisseur calculé, ensuite il a arrondi à l'épaisseur minimale requis. Par contre, avec l'EUROCODE, nous avons favorisé l'aspect sécuritaire en arrondissant l'épaisseur calculée avec la minimale requise, ensuite nous avons ajouté la surépaisseur de corrosion.

IV.1.2 Dimensionnement du fond et de la toiture

Le tableau suivant nous donne les épaisseurs des plaques de fond et la toiture retenus par le bureau d'étude en utilisant l'API 650 et celles que nous avons trouvé avec l'EUROCODE.

Tableau IV.2 épaisseur du fond et de la toiture selon API650 et EUROCODE

TOLE	Epaisseur avec API 650	Epaisseur avec EUROCODE
Plaques de fond	9	9
toiture	8	8

Pour le dimensionnement de la toiture et des plaques de fond, les épaisseurs retenues par le bureau d'étude et les épaisseurs calculés avec l'EUROCODE sont identiques.

IV.2 Étude sismique

IV.2.1. Vérifications de la stabilité

○ Vérification au renversement

Pour la stabilité du réservoir, selon les notes de calcul du bureau d'étude, elle est vérifiée selon l'API650. Selon les EUROCODES et en appliquant le RPA 99 pour le calcul des accélérations sismiques et des différents facteurs, la stabilité au renversement est vérifiée. Le rapport moment stabilisant/ moment renversant est de $6.679 > 1.5 \Rightarrow$ stabilité vérifiée.

Tableau IV.3 : rapport de stabilité

Moment stabilisant (Ms)	8 969 414.55 KN.m
Moment renversant (Mr)	1 342 778.32 KN.m
Rapport $\frac{M_s}{M_r}$	6.67

○ Vérification au ballottement

Pour le ballottement la hauteur des vagues calculée selon l'EUROCODE nous donnent une hauteur maximale de 4.92 m, une valeur qui est supérieure à 1.492m donc les vagues atteindront la toiture du réservoir et risqueront de l'endommager. Selon les données de calcul en notre possession, la vérification au ballottement n'a pas été effectuée et a été négligée.

$$D_{\max} = 4.92 \text{ m} \geq 1.424 \text{ (ballottement non vérifiée)}$$

IV.2.2. Contraintes hydrodynamiques

Tableau IV.4 : contraintes hydrodynamiques

Calcul des contraintes de membrane circonférentielles					
éléments	indices	Contraintes calculés (EC8)	Contraintes hydrodynamiques (API 650)	Contrainte Sismiques admissibles	unités
1	$\sigma_{c,v1}$	121689,5184	152040	221 520	KPa
2	$\sigma_{c,v2}$	123033,75	158230	158 230	KPa
3	$\sigma_{c,v3}$	118112,4	137580	158 230	KPa
4	$\sigma_{c,v4}$	110730,375	125 840	158 230	KPa
5	$\sigma_{c,v5}$	73820,25	102 880	158 230	KPa
6	$\sigma_{c,v6}$	36910,125	37 813	158 230	KPa

On remarque dans ce tableau des contraintes que les contraintes que nous avons calculés manuellement avec l'EUROCODE et celles calculées avec le logiciel TANK en appliquant l'API 650 sont différentes. Mais les contraintes trouvées par les deux méthodes sont inférieures aux contraintes sismiques admissibles du matériau utilisé. De ce fait, les contraintes sont vérifiées.

IV.2.3 Vérification au flambement

Le tableau suivant nous donne les résultats des contraintes de flambement obtenus avec l'EUROCODE et les contraintes admissibles selon les matériaux utilisés. A préciser que les aciers utilisés sont de type A573 pour la première virole et 283 pour les autres viroles. A noter que la vérification au flambement est vérifiée pour toutes viroles. La vérification au flambement obtenu avec le logiciel TANK en appliquant l'API 650 est aussi vérifiée. Ainsi pour le flambement, le risque est écarté.

Tableau IV.5 : contraintes de flambement et contraintes admissibles

Viroles	Contrainte de flambement(MPA)	Limite d'élasticité (MPa)
1	127.05	573
2	108.9	283
3	90.75	283
4	72.6	283
5	72.6	283
6	72.6	283

IV.2.3 Vérification des ancrages au cisaillement

Les valeurs de respectivement de la résistance au cisaillement et l'effort tranchant appliqué a la cheville d'ancrage sont données par les relations 31 et 32 .

Calcul la Résistance au cisaillement			
éléments	indices	valeurs	unités
Résistance au cisaillement	V_R	38886,4	KN/m ²
l'effort tranchant appliqués à la cheville	V_E	29164,8	KN/m ²

Pour vérifier les ancrages au cisaillement, la relation suivante doit être vérifiée (Cours Dehmani) :

$$\frac{V_E}{V_R} \leq 1 \Rightarrow \frac{29\ 164,8}{38886,4} = 0,75 < 1 \quad (\text{ok})$$

Les ancrages ne risquent pas de cisailer en cas de sollicitations.

Conclusion générale

Conclusion générale

En l'absence de l'étude des réservoirs métalliques dans le règlement parasismique algérien, les différents bureaux d'études optent pour l'API 650 pour dimensionner les réservoirs métalliques.

Dans notre étude on s'est intéressé à faire l'analyse sismique d'un réservoir industriel de 8000 m³ en se basant sur le RPA pour le calcul des forces sismiques et ensuite appliquer l'EUROCODE pour les vérifications, nous avons constaté que pour le dimensionnement, la stabilité au renversement, le flambement et vis-à-vis des contraintes sismiques que les résultats trouvés confirmaient la sécurité de l'ouvrage. Par contre pour la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'effet du ballottement n'est pas vérifié, en utilisant le RPA.

Ce travail nous montre l'insuffisance de certains codes étrangers appliqués pour l'étude d'ouvrages implantés dans notre pays. Pour cela, vu l'importance économique et écologique de ce type d'ouvrage, il serait temps de mettre en œuvre un règlement algérien spécifique aux réservoirs métalliques afin d'assurer la sécurité des ouvrages qui sont de plus en plus fréquents dans les zones à forte sismicité.

D'autre part et de point de vue pédagogique, ce travail nous a permis de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un ouvrage. Ainsi, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos connaissances de Génie Civil et de les élargir, ce qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques

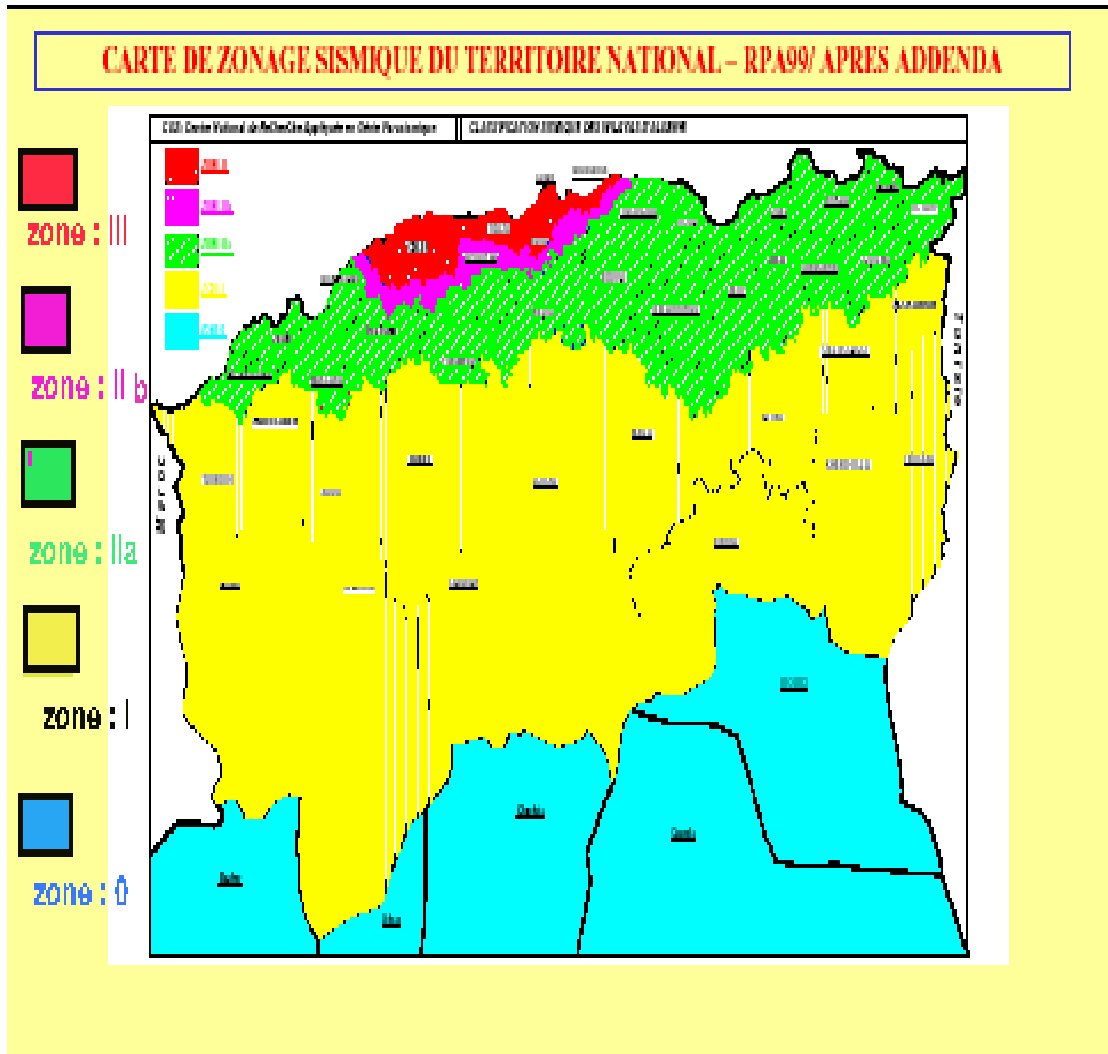
Références bibliographiques

1. **DTR B-C 2-48**
2. **règles parasismiques algériennes** (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
3. **DAHMAN, L.** Cours silos et réservoirs, *UMMTO*.
4. **BENABDERAHMANE A, 2015.** Analyse fiabiliste d'un réservoir circulaire posé au sol, en béton armé, Mémoire de fin d'étude UMMTO
5. **Guide structure, DT111.** Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations. *l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié. Mai 2014.*
6. **CEN,** conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes,
7. **Eurocode 8, Partie 4 :** Silos, réservoirs et canalisation, Bruxelles, 1998.
8. **CHAMAYOU, R. 2004.** Réservoirs métalliques : stockage des liquides à température ambiante

Annexes

Annexe 1 :

Carte géographique des zones sismiques



Annexe 2 :

Classification des sites

Site	Type de sol	qc(MPa)(c)	N (d)	Pl(MPa)(e)	Ep(MPa)(e)	qu(MPa)(f)	Vs(m/s)(g)
S1	Rocheux(a)			>5	>100	>10	>=800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	>=400 - <800
S3	Meuble	1.4 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	>=200 - <400
S4	Très meuble(b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	>=100 - <200

Valeurs du coefficient A selon la zone et l'importance des ouvrages

Groupe	Classification des ouvrages selon leur importance				
	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Périodes caractéristiques

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Annexe 6 :**a- Valeurs du coefficient de comportement : R (Structure en béton armé)**

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

b- Valeurs du coefficient de comportement : R (Structure en acier)

Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques auto stables ductiles	6
8	Portiques auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5

c- Valeurs du coefficient de comportement R (Structure en maçonnerie et autres système)

Catégorie	Type de contreventement	R
12	Maçonnerie chaînée	2.5
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métal en façade	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Annexe 7 : valeur des pénalités (Pq)

Critère q »	P _q	
	Observé	NON observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Annexe 8 : régularités en plan et élévation

Zones	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
Zone I	HT ≤ 65m	HT ≤ 65m	HT ≤ 65m	HT ≤ 65m
Zone II	Niv ≤ 3 ; HT ≤ 10m	Niv ≤ 5 ; HT ≤ 17m	Niv ≤ 7 ; HT ≤ 23m	HT ≤ 65m
Zone III	Niv ≤ 2 ; HT ≤ 8m	Niv ≤ 3 ; HT ≤ 10m	Niv ≤ 5 ; HT ≤ 17m	Niv ≤ 5 ; HT ≤ 17m